

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE VILA FRIA. DO PROJECTO À ENTRADA EM SERVIÇO.

CRISTINA COSTA

Assistente DEC
ESTT – IPT

ANTÓNIO ARÊDE

Prof. Auxiliar
FEUP

ANÍBAL COSTA

Prof. Associado c/
Agregação
FEUP

SUMÁRIO

Neste artigo são detalhados os aspectos relativos à modelação numérica de uma ponte em arco de alvenaria de pedra, construída recentemente, no sentido de sustentar e acompanhar os trabalhos envolvidos desde a fase de projecto até à entrada em serviço. Assim, começa-se por expôr os critérios que serviram de base para o projecto e, de seguida, descrevem-se os ensaios de caracterização dos materiais utilizados na ponte e o modelo numérico usado neste estudo. Por fim, são apresentados e comentados os resultados obtidos por via da análise numérica da ponte.

1. INTRODUÇÃO

A Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) tem vindo a desenvolver um vasto estudo pluridisciplinar com o objectivo de contribuir para o conhecimento da resposta estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra. Este estudo abarca quer a componente de modelação e análise estrutural quer a de experimentação local sobre a construção e em laboratório sobre amostras de materiais.

Neste contexto, a FEUP apoiou a iniciativa da Câmara Municipal de Felgueiras (CMF) de construir uma ponte de alvenaria de pedra para substituir uma antiga passagem em condições de segurança deficientes, tirando partido do projecto para fins científicos. Trata-se de uma ponte de alvenaria de pedra, cuja descrição geral e enquadramento se apresenta noutro artigo deste seminário [1] e cuja vista geral se ilustra na Figura 1.

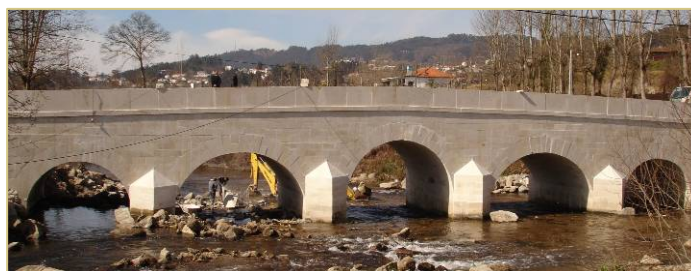


Figura 1: Vista Geral da Ponte.

Na fase seguinte foram estabelecidas as dimensões dos vários elementos estruturais da ponte e a relação proporcional entre esses elementos, com base em relações geométricas verificadas em pontes existentes. Foi ainda verificada a segurança dos arcos segundo a teoria da análise plástica limite desenvolvida por Jacques Heyman [4] no sentido de definir a espessura a atribuir aos arcos.

Na Figura 3 apresenta-se uma vista do alçado de montante da ponte de Vila Fria.

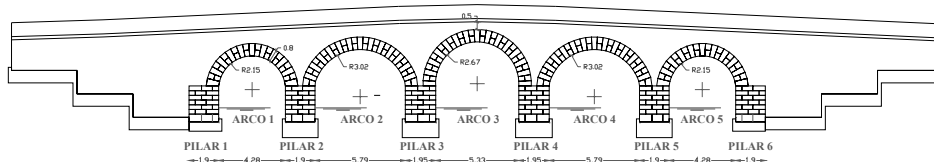


Figura 3: Alçado de montante da Ponte

2.1. Relações geométricas

As dimensões dos vários componentes da ponte foram definidas com base em relações empíricas de natureza geométrica obtidas a partir de um conjunto de observações em pontes em arco de alvenaria de pedra pelos autores S. Lagomarsino *et al* [5] e L. Gambarotta [6] a propósito, respectivamente, do estudo das pontes de alvenaria da linha ferroviária Genova-Ovada e do estudo, mais geral, sobre as pontes de alvenaria dos sistemas rodoviário e ferroviário de Itália.

Assim, de acordo com S. Lagomarsino *et al* [5], são frequentes, nas pontes observadas nesse estudo, as seguintes relações geométricas entre a espessura do arco (e) e o vão (l):

$$e = l/12 \text{ a } l/17 \quad (1)$$

$$e = 0.33 + 0.033l \quad (2)$$

e para as dimensões do pilar o mesmo autor refere como mais frequentes as seguintes relações entre a largura em planta no sentido longitudinal (b), a altura do pilar (h) e o vão do arco (l):

$$b = 0.2h + 0.6 \quad (3)$$

$$b = 0.125l \quad (4)$$

sendo os valores considerados em metros.

Finalmente, como mínimo para a espessura do enchimento na zona do coroamento do arco foi encontrado o valor de 40 cm e para a espessura do revestimento valores na ordem de 3 a 4 cm de material cimentício ou hidráulico e de 1.5 cm de asfalto betuminoso.

Por sua vez L. Gambarotta [6] refere como mais frequentes em pontes de alvenaria de pedra as seguintes relações empíricas entre as dimensões do arco

$$e/c = 0.325 + 0.0347 L \quad (5)$$

$$e = 0.32 + L/15 \quad (6)$$

$$e = 0.1 + 0.2 L^{1/2} \quad (7)$$

$$e = 0.2 L^{1/2} \quad (8)$$

$$e = (1 + 0.1 L)/3 \quad (9)$$

$$e = 0.43 + 0.05 L \quad (10)$$

sendo e a espessura, c a flecha e L o vão do arco em metros. Para os pilares, o mesmo autor, refere as seguintes relações geométricas entre a largura em planta do pilar (S_s), a altura do pilar (h), a espessura do enchimento na zona do coroamento do arco (h_i), o vão L e a flecha e .

$$S_s = (0.6 + 0.04 h) L^{1/2} \quad (11)$$

$$S_s = (0.6 + 0.162 L) \{ [(h_i + 0.25 L) 0.865 L] / [h (0.25 L + e)] \}^{1/2} \quad (12)$$

$$S_s = 0.305 + 5/24 L + h/6 + h_i/12 \quad (13)$$

Na Tabela 1 apresentam-se os resultados relativos à aplicação das fórmulas anteriormente referidas e os valores adoptados para a espessura dos arcos, largura em planta do pilar da ponte, espessura do enchimento na zona do coroamento do arco, espessura da lajeta de compressão e espessura do pavimento. Sendo simétrica a geometria da ponte as dimensões atribuídas às zonas dos arcos 4 e 5 e dos pilares 4, 5 e 6 são idênticas às apresentadas para os elementos que constam na Tabela 1 considerando o eixo de simetria que passa pelo centro do arco 3.

Tabela 1 - Dimensões atribuídas: (a) espessura dos arcos, (b) largura em planta dos pilares e (c) outros.

a) Arcos											
	Vão	Flecha	Espessura								Valores adoptados
			Resultados das relações empíricas								
			(1)	(2)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	
Arco 1	4.30	2.15	0.36	0.47	0.47	0.62	0.51	0.41	0.48	0.65	0.80
Arco 2	5.80	2.90	0.48	0.52	0.53	0.72	0.58	0.48	0.53	0.72	0.80
Arco 3	5.30	2.65	0.44	0.50	0.51	0.68	0.56	0.46	0.51	0.70	0.80

Nota: Dimensões dos arcos 4 e 5 idênticas às dos arcos 2 e 1.

b) Pilares							
	Altura do Pilar	Largura em Planta do Pilar					
		Resultados das relações empíricas					Valores adoptados
		(3)	(4)	(11)	(12)	(13)	
Pilar 1	2.00	1.00	0.54	1.41	1.03	1.57	1.90
Pilar 2	2.00	1.00	0.63	1.52	1.16	1.72	1.90
Pilar 3	2.00	1.00	0.69	1.60	1.19	1.83	1.95

Nota: Dimensões dos pilares 4, 5 e 6 idênticas às dos pilares 3, 2 e 1.

c) Outros	
	Espessura
Enchimento no coroamento dos arcos (valor mínimo)	0.51
Lajeta de sub-base	0.13
Pavimento (lajedo de pedra)	0.13
Timpanos (valor mínimo)	0.80

2.2. Aplicação do teorema do limite inferior da análise plástica à Ponte de Vila Fria

Para verificação da segurança dos arcos da ponte de Vila Fria foi aplicado do teorema do limite inferior da análise plástica, inicialmente usado em estruturas de alvenaria por Heyman [4]. Nos parágrafos seguintes apresenta-se a aplicação deste método ao arco 2 que, para a acção do peso próprio, corresponde ao arco mais desfavorável por ser o que apresenta maior flexibilidade; de facto, os restantes arcos têm espessura idêntica e vãos menores do que este.

O método pressupõe que o arco em termos estruturais pode ser idealizado através de um arco de três rótulas e que o impulso na aduela de fecho tem componente vertical nula, o que torna possível determinar o impulso horizontal na pedra de fecho do arco por equilíbrio de momentos, calculadas em relação ao ponto O representado na Figura 4. Deste modo, foi considerado apenas metade do arco tendo este sido discretizado em aduelas de largura constante [7] e, a partir desta idealização, foi determinado o peso de cada aduela (W_i), assim como a distância (X_i) do seu centro de gravidade em relação ao eixo vertical que passa pelo ponto O indicado na Figura 4. Posteriormente, conhecidos o impulso horizontal H na aduela de fecho (eq. (14)) e as forças W_i aplicadas, foi construído o polígono de forças, a partir do qual foi traçada a linha de pressões no arco (a traço grosso na Figura 4) que resulta da união entre paralelas dos raios polares ($a, b, c, \text{etc.}$) e as respectivas forças (W_i).

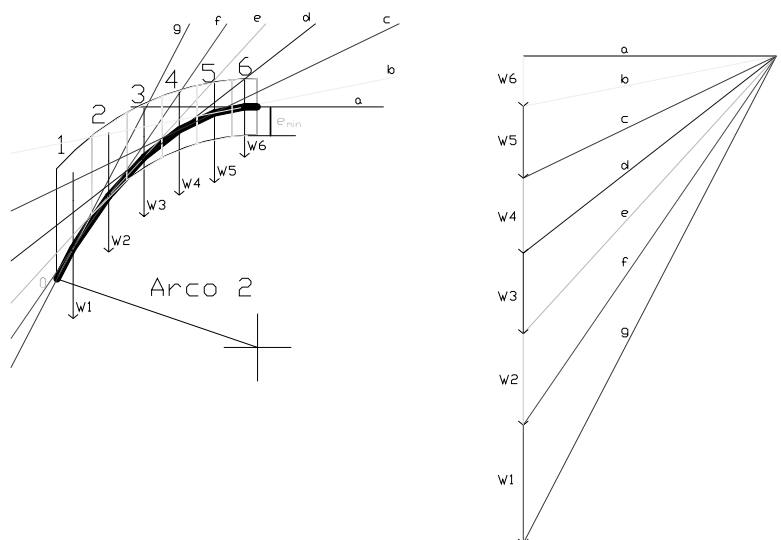


Figura 4: Construção do polígono de forças e respectiva linha de pressões [7].

$$H \cdot flecha = W_1 X_1 + W_2 X_2 + W_3 X_3 + W_4 X_4 + W_5 X_5 + W_6 X_6 \quad (14)$$

Este procedimento foi repetido para o referido arco para mais dois casos de carga: num deles foi considerado o peso próprio do arco, o peso do tímpano, uma sobrecarga uniformemente distribuída ao longo do tabuleiro e uma acção "tipo faca" aplicada na zona de fecho do arco; no outro caso foi usado um carregamento caracterizado pela actuação das cargas permanentes em simultâneo com uma sobrecarga uniformemente distribuída e um veículo tipo definidos no RSA [8] para pontes de classe II.

Finalmente, o valor mínimo a atribuir à espessura foi definido de modo a que, considerando arcos com aduelas de espessura constante, a linha de pressões ficasse contida no seu interior. Assim, a envolvente correspondente aos três casos de carga considerados conduziu a um valor mínimo para a espessura do arco de 0.67 m correspondente ao carregamento constituído pelas cargas permanentes, sobrecarga uniformemente distribuída e veículo tipo.

A espessura realmente atribuída ao arco 2 foi de 0.80 m, a que corresponde o factor geométrico de segurança de 1.2, sendo este expresso pela relação entre a espessura real do arco e a espessura mínima necessária ao equilíbrio estático do mesmo.

2.3. Geometria final da ponte

Uma vez estabelecidas todas as dimensões e a forma da ponte, o modelo geométrico final foi desenhado em AutoCAD [9] de modo a definir um modelo 3D incluindo todos os elementos da ponte que pudesse ser usado nas fases posteriores da análise numérica e da execução da obra. Foram também definidos alçados (montante e jusante), cortes transversais em várias secções da ponte, desenhos de execução de pilares e arcos, tímpanos e contrafortes e respectivos mapas com a dimensão e forma dos blocos de pedra de modo a constituir, juntamente com o modelo 3D, as peças desenhadas do projecto de execução.

3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

3.1. Descrição do modelo numérico

A análise numérica da ponte foi efectuada por meio de modelação tridimensional da estrutura com base no método dos elementos finitos recorrendo ao programa de cálculo CAST3M [10]. Para tal utilizou-se um modelo baseado na simulação do comportamento dos diferentes materiais, descritizando com elementos finitos volumétricos os blocos de pedra da alvenaria da zona dos arcos, dos pilares, dos tímpanos, do enchimento, da lajeta e pavimento e dos maciços de fundação e as interfaces entre os distintos componentes da estrutura utilizando elementos de junta.

O modelo numérico utilizado para proceder à análise do comportamento da estrutura pretende traduzir as condições reais da construção pelo que se deve basear nas características reais da geometria e dos materiais. Tratando-se de uma estrutura nova a caracterização geométrica baseou nas peças desenhadas que constituem o projecto, que se referiram na secção 2.3, e na caracterização dos materiais baseou-se em ensaios laboratoriais efectuados em amostras dos materiais usados na construção e em resultados de estudos precedentes.

Posteriormente, a calibração do modelo numérico que se apresenta neste artigo, à semelhança do que foi feito noutros estudos de estruturas de alvenaria de grandes dimensões [3] e [11], será efectuada, e futuramente divulgada, através da comparação entre os resultados da análise numérica e idênticos resultados obtidos por via experimental registados no sistema de aquisição durante a realização de ensaios de vibração ambiental, ensaios de carga e outros casos de serviço da estrutura.

3.1.1. Modelo geométrico

No que se refere ao modelo numérico utilizado os blocos de pedra dos arcos foram discretizados com elementos volumétricos, devidamente individualizados entre si de modo a poder considerar o comportamento das juntas existentes entre eles. Os tímpanos, enchimentos, lajeta de compressão e pavimento, pilares, quebra-rios e maciços de fundação foram discretizados utilizando elementos de volume contínuos definidos a partir do contorno geométrico exterior de cada um daqueles elementos, de modo a permitir considerar diferente comportamento em cada um deles.

Nas Figuras 5 –a e -b apresentam-se respectivamente as malhas de blocos e juntas separadas de acordo com as diferentes zonas constituintes da ponte.

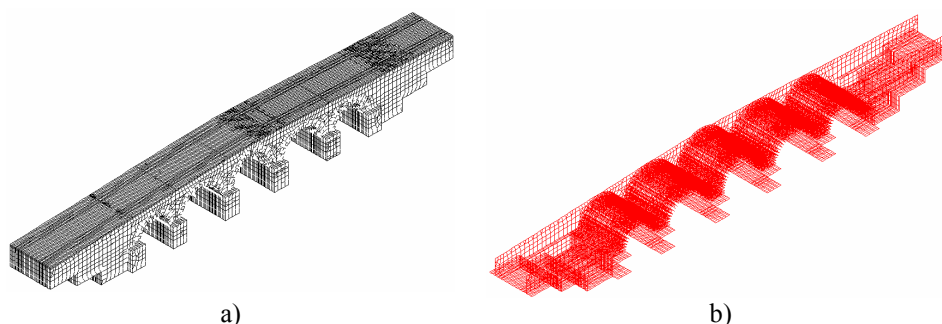


Figura 5: Malha de blocos da ponte Malha de juntas da ponte

3.1.2. Modelos de comportamento dos materiais

Os elementos volumétricos foram considerados com comportamento linear elástico controlado em termos de módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) e do seu peso específico (ρ). Tais grandezas foram estimadas experimentalmente por meio de ensaios laboratoriais realizados em amostras dos materiais usados na construção.

O comportamento dos elementos de junta é controlado através das tensões normal e tangencial de contacto e dos correspondentes deslocamentos relativos das duas faces da junta (abertura/fecho e escorregamento da interface entre blocos), com recurso a um modelo não-linear de atrito de Coulomb sem dilatância [12] disponível no programa CAST3M [10]. Os parâmetros de resistência e deformabilidade que caracterizam o comportamento destes elementos foram definidos a partir dos resultados dos ensaios das juntas, realizados em amostras dos materiais usados na construção e em outros estudos precedentes [3] e [11].

3.2. Caracterização mecânica dos materiais

Para proceder à caracterização mecânica e física dos materiais foi efectuada uma campanha de ensaios laboratoriais e *in situ*, tendo-se recorrido também a dados disponíveis em análises similares obtidos de estudos sobre o comportamento de estruturas antigas.

Nos parágrafos seguintes descrevem-se os ensaios laboratoriais efectuados para caracterizar os parâmetros mecânicos dos materiais utilizados na ponte cujos resultados foram já processados, embora hajam outros que ainda não foram tratados que se apresentarão futuramente noutras publicações.

3.2.1. Caracterização da pedra

Foram realizados ensaios laboratoriais de caracterização dos materiais da ponte de Vila Fria no Laboratório de Ensaios de Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), através dos quais se procurou estudar: a resistência à compressão dos blocos de pedra, realizando ensaios de compressão uniaxial; a tensão de rotura à tracção mediante a realização do ensaio brasileiro e o módulo de elasticidade recorrendo a ensaios de compressão em amostras constituídas unicamente por pedra.

i) Ensaio de compressão uniaxial

As amostras foram ensaiadas numa máquina de compressão aplicando forças progressivamente crescentes até se atingir a rotura do provete. A partir da força máxima aplicada durante o ensaio determinou-se a tensão de rotura por compressão em seis amostras tendo-se obtido valores que variam entre 53.79 e 73.24 MPa. A resistência à compressão uniaxial dos provetes é compatível com as exigências mecânicas requeridas pela ponte de Vila Fria.

ii) Ensaio de tracção por compressão diametral (Ensaio brasileiro)

O objectivo do ensaio brasileiro é a determinação da tensão de rotura à tracção obtida por compressão diametral da amostra. Para realizar este ensaio utilizou-se uma prensa mecânica colocando a amostra entre os pratos da máquina em contacto com duas geratrizes diametralmente opostas, de modo a permitir aplicar ao longo daquelas uma força uniformemente distribuída em todo o comprimento da amostra de forma contínua e crescente até à rotura. A tensão de rotura de tracção por compressão diametral da amostra, obtida através da força uniformemente distribuída ao longo da geratriz da amostra, nas dez amostras ensaiadas variou entre 3.00 e 4.55 MPa. A partir da realização deste ensaio, foi possível concluir que a resistência à tracção por compressão diametral é também compatível com as exigências para a ponte em causa.

iii) Ensaio para determinação do módulo de elasticidade

Com este ensaio pretende-se obter o valor do módulo de elasticidade secante, através da realização de um ensaio de compressão, recorrendo à medição dos valores das tensões e extensões obtidas após um número especificado de ciclos de carga/descarga. Para medir as extensões foram utilizados extensómetros de Huggenberger. Os valores obtidos para o módulo de elasticidade nos ensaios efectuados variaram entre 17.6 e 35.2 GPa.

iv) Ensaio para determinação da porosidade

Para a realização deste ensaio foram utilizados nove provetes inicialmente secos que depois foram submergidos em água durante 48 horas. Posteriormente, a porosidade foi determinada a partir da variação do peso dos provetes por unidade de volume desde o início ao final do ensaio, tendo sido encontrados valores entre 3.8 e 4.2 %.

v) Determinação do coeficiente de absorção de água

Para proceder à determinação do coeficiente de absorção de água foram realizados ensaios de absorção por capilaridade em nove provetes cúbicos de pedra. Para o efeito

os provetes previamente secos foram imersos em água, tendo sido efectuadas várias medições do peso dos provetes em determinados intervalos de tempo a partir das quais se obtêm os valores do coeficiente de absorção de água que variou entre 33.6 e 40.3 g/m²/s^{0.5}. O coeficiente de absorção de água por capilaridade apresenta um valor médio consentâneo com a porosidade medida.

3.2.2. Caracterização dos enchimentos

A fim de caracterizar os parâmetros mecânicos do material de enchimento da ponte foi realizada uma série de ensaios triaxiais no Laboratório de Geotecnia da FEUP e de ensaio proctor modificado. Previamente porém, foram efectuados em obra vários ensaios com célula radioactiva e com garrafa de areia para determinar o peso volúmico, o teor em água e o grau de compactação do material.

Seguidamente apresentam-se alguns detalhes relativos aos referidos ensaios:

i) Ensaios com célula radioactiva

O objectivo do ensaio com célula radioactiva (ver Figura 6-a) consiste em determinar *in situ* o peso volúmico e o teor em água do material aplicado em obra, sendo frequentemente usado para controlo de compactação de aterros. O equipamento baseia-se na radioactividade e consta basicamente de uma fonte radioactiva e de um receptor-contador. Para a determinação do peso volúmico a fonte emite raios gama, quer a partir da superfície do terreno (transmissão indirecta), quer a partir do seu interior (transmissão directa) após se ter introduzido o espigão do aparelho num furo previamente realizado no solo. A quantidade de raios gama que vai ser captada por unidade de tempo no contador situado na célula é inversamente proporcional à densidade do material atravessado. Para a avaliação do teor em água a fonte emite neutrões a partir da superfície do terreno, sendo a intensidade da resposta no receptor proporcional ao teor em água do solo [13].

Os ensaios com célula radioactiva foram efectuados em três zonas do enchimento localizadas sobre os pilares do lado poente a aproximadamente a 1.1 e 1.4 m da superfície conforme se ilustra na Figura 7. Na Tabela 2 apresentam-se os resultados, em termos do teor em água, peso volúmico e peso volúmico seco, obtidos nos ensaios com célula radioactiva.

Tabela 2: Resultados obtidos com célula radioactiva.

Ensaio n.º	Teor em água, w (%)	Peso volúmico, γ (kN/m ³)	Peso volúmico seco, γ_d (kN/m ³)
1	7.1	17.4	16.3
2	6.8	17.5	16.4
3	6.4	18.3	17.2
4	6.2	18.6	17.5
5	7.0	18.3	17.1
6	6.4	19.4	18.3

Os valores apresentados na Tabela 2 devem ser considerados com reservas pois foram obtidos de ensaios realizados próximo das fronteiras do enchimento que se encontra confinado pelos tímpanos e extradorsos dos arcos constituindo assim um meio marcadamente heterogéneo. No entanto podem ser estabelecidas relações entre os

resultados destes ensaios e dos ensaios com garrafa de areia, como se comentará mais adiante, pois alguns destes últimos foram efectuados nos mesmos locais dos primeiros.

ii) Garrafa de Areia

Tal como o ensaio descrito anteriormente, o ensaio com a garrafa de areia tem como objectivo determinar o peso volúmico e o teor em água do material de enchimento aplicado na ponte. Para tal, os valores do peso de uma determinada quantidade do *tout-venant* aplicado em obra e de uma areia calibrada são comparados, procedendo-se de acordo com a descrição que se apresenta nos parágrafos seguintes.

A primeira fase do ensaio consiste em recolher do local uma parcela do material que é devidamente pesada com balança electrónica. Na fase seguinte é introduzida areia calibrada no espaço anteriormente ocupado pelo *tout-venant* com auxílio de uma garrafa de areia (ver Figura 6). No final do ensaio a garrafa de areia é novamente pesada de modo a determinar a quantidade remanescente na garrafa e a gasta no ensaio.

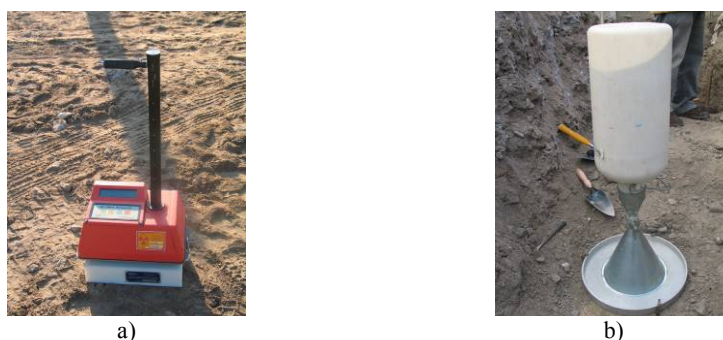


Figura 6: Ensaios *in situ*. a) Ensaio com célula radioactiva. b) Ensaio com garrafa de areia.

Foram realizadas duas séries de ensaios com a garrafa de areia. A primeira, foi efectuada na camada inferior do enchimento constituída por *tout-venant*, durante a fase de enchimento e a segunda na camada superior do enchimento constituída por *tout-venant* e cimento, depois de concluída a colocação do enchimento. Na Figura 7 ilustra-se a localização dos ensaios com célula radioactiva com garrafa de areia efectuados ao material de enchimento da ponte.

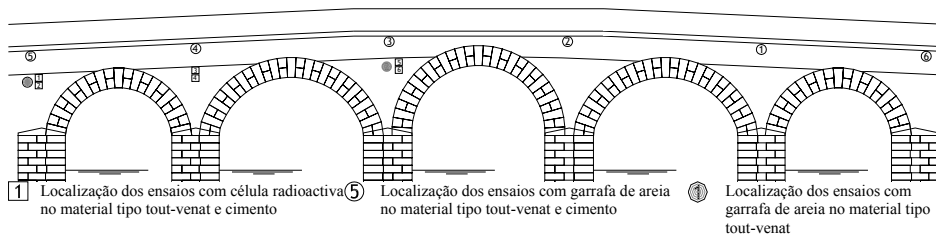


Figura 7: Localização dos ensaios com célula radioactiva e com garrafa de areia no material de enchimento da ponte.

Os resultados relativos à determinação do peso volúmico através do ensaio da garrafa de areia apresentam-se na Tabela 3 juntamente com os resultados relativos ao ensaio *Proctor* que se descreve no ponto seguinte. Os valores do teor em água e do peso volúmico do material de enchimento determinados *in situ* com os ensaios com garrafa

de areia e com célula radioactiva permitem, antes de mais, concluir que as características do material, ao longo da extensão da ponte, apresentam boas características de homogeneidade dada a semelhança de valores encontradas nas várias secções ensaiadas, excepção feita para os valores na secção 1 que foram sistematicamente inferiores mas que não diferem significativamente em relação aos restantes.

iii) Ensaio Proctor

No sentido de avaliar o grau de compactação, foi realizado um ensaio *Proctor* modificado. Assim, conhecidos os valores do peso volúmico e do teor em água obtidos no ensaio *Proctor* e considerando este último igual ao valor do teor em água medido no local com o ensaio da garrafa de areia é possível avaliar o grau de compactação do material de enchimento da ponte.

Na Tabela 3 reúnem-se os resultados relativos ao peso volúmico, teor em água e grau de compactação do material de enchimento determinados com base nos ensaios com garrafa de areia e *Proctor* modificado.

Tabela 3: Peso volúmico, teor em água e grau de compactação do material de enchimento.

Tipo de material	<i>Tout-venant</i>		<i>Tout-venant</i> e cimento					
Número do Ensaio	1	2	1	2	3	4	5	6
Peso volúmico seco <i>in situ</i> ¹ (kN/m ³)	17.4	19.7	16.4	19.6	19.4	20.6	19.8	19.4
Teor em água <i>in situ</i> ¹ (%)	5.2	5.3	10.6	7.6	7.4	6.5	6.8	7.9
Peso volúmico seco ² (kN/m ³)	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5
Teor em água ² (%)	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
Desvio do teor em água (%)	0.0	0.0	5.4	2.1	2.2	1.3	1.6	2.7
Grau de Compactação (%)	80.5	91.6	76.2	91.0	90.3	95.7	92.2	90.1

¹Determinado com o ensaio da garrafa de areia.

²Determinado com o ensaio Proctor modificado para uma amostra de material constituída por *tout-venant*.

Usualmente, o ensaio *Proctor* é repetido para diferentes valores do teor em água de modo a obter uma curva para diferentes condições de compactação podendo assim avaliar-se qual o valor óptimo do teor em água. No entanto, dado que o valor do teor em água do material aplicado *in situ* está próximo do valor óptimo considera-se desnecessário avaliar a curva para diferentes valores do teor em água. O ensaio *Proctor* não foi realizado para o material constituído por *tout-venant* e cimento pelo que o grau de comparação foi calculado com base nos resultados do ensaio *Proctor* relativo à amostra de *tout-venant*. Contudo, dado que este tipo de material contém apenas uma pequena percentagem de cimento e foi ensaiado antes de concluída a presa do mesmo, aqueles valores podem considerar-se representativos para os dois tipos de material.

Assim, obteve-se na amostra 1 um valor de 80.5 % para o grau de compactação na camada inferior e para a amostra 2 obteve-se 91.6 %. Na camada superior os valores do grau de compactação variam entre 76.2 e 95.7%. No entanto se se considerarem atípicos os valores obtidos na secção 1 verifica-se que o grau de compactação varia entre 90.1% e 95.7% o que corresponde, para aterros de estradas, ao valor óptimo para a camada inferior de fundação.

iii) Ensaios triaxiais

Para caracterizar a resistência ao corte do material de enchimento aplicado na obra foram efectuados, no Laboratório de Geotecnia da FEUP, ensaios triaxiais sobre amostras consolidadas isotropicamente em condições drenadas (CID).

Para o efeito, foram ensaiados provetes constituídos unicamente por *tout-venant* e por *tout-venant* com cimento, totalizando três séries de ensaios que se podem agrupar da seguinte forma em função do tipo de material: série 1 - *tout-venant*; série 2 - *tout-venant* com 10% de cimento; série 3 - *tout-venant* com 7% de cimento. Os dados para a identificação dos provetes resumem-se na Tabela 4 onde se inclui também a tensão de consolidação e o tempo de consolidação considerados em cada ensaio.

Assim, a partir do material recolhido em obra foram preparadas as amostras de acordo com procedimentos correntes para este tipo de ensaios e que passaram pelas seguintes fases: pesagem e mistura dos vários materiais constituintes de acordo com a granulometria verificada no local; moldagem da amostra usando os procedimentos referentes ao ensaio *Proctor* com as características encontradas na obra em termos de peso volumico, teor em água e grau de compactação (ver Figura 8-a); desenformagem e, finalmente, secagem da amostra em estufa durante 24 horas e conclusão da presa numa zona do laboratório adequada para reproduzir as condições da obra.

Tabela 4: Identificação das amostras ensaiadas na câmara triaxial.

Tipo de material		Tout-venant			Tout-venant e cimento					
Série		1			2			3		
Proвете		A	B	C	A	B	C	A	B	C
Diâmetro do provete	(mm)	150	150	150	150	150	100	100	100	100
Percentagem de cimento	(%)	-	-	-	10	10	10	7	7	7
Tensão de consolidação	(kPa)	30	80	150	50	50	50	10	50	80
Tempo de consolidação	(dias)	-	-	-	4	8	28	28	28	28

A resistência do material de enchimento depende da tensão de consolidação. Assim, nos vários ensaios triaxiais realizados foram considerados diferentes valores daquela tensão de modo a traduzir as condições verificadas na obra. Para o solo com mistura de cimento, após a presa do cimento, tal dependência não é tão evidente, mas ainda assim foram considerados diversos valores da tensão de consolidação para os dois tipos de enchimento (ver Tabela 4). Para o material tipo *tout-venant*, estes valores pretendem representar a tensão vertical na camada inferior do enchimento (encontro dos arcos) onde foi realmente aplicado *tout-venant* simples (sem cimento). Para o *tout-venant* com cimento foram considerados valores menores que os anteriores para simular a tensão vertical esperada na camada superior (coroamento dos arcos).

Na Figura 8-b ilustra-se uma amostra para ser ensaiada em condições drenadas e na Figura 8-c uma etapa da realização do ensaio triaxial em que se observa a amostra na câmara triaxial.

Objectivo do ensaio triaxial é obter uma curva uniaxial do comportamento do material ensaiado. Assim, nos gráficos da Figura 9 apresentam-se curvas de comportamento obtidas nos ensaios triaxiais efectuados nos três tipos de materiais ensaiados.

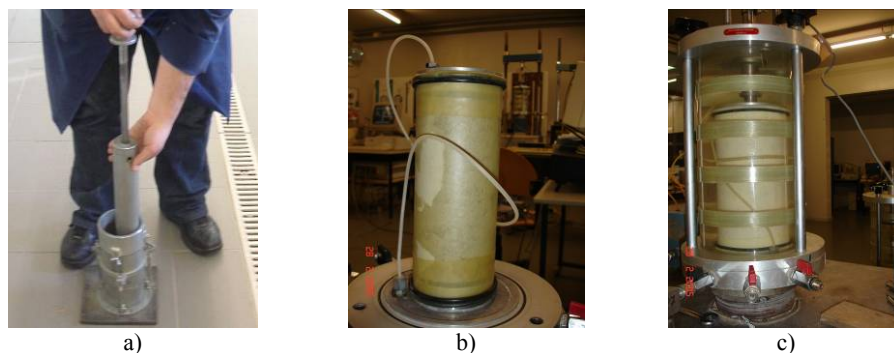


Figura 8: Ensaio triaxial. (a) Preparação das amostras, (b) pormenor da amostra em condições não drenadas e (c) amostra na câmara triaxial.

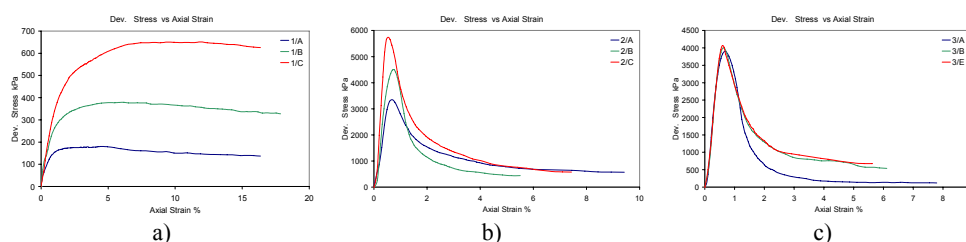


Figura 9: Curvas de comportamento obtidas nos ensaios triaxiais: em *Tout-venant* (a) *Tout-venant* com 7% de cimento (b) e *Tout-venant* com 10% de cimento (c).

Como se pode observar nas curvas de comportamento da Figura 9-a o material apresenta comportamento característico de um solo exibindo comportamento elasto-plástico. Quando é adicionado cimento (Figura 9-b e -c) o material exibe um comportamento inicial governado por um ramo de endurecimento até se atingir um valor máximo da resistência de pico, típico dos materiais cimentícios, seguindo-se um ramo de amaciamento até um patamar residual que tende a ser representativo do comportamento do solo.

Nesta fase da modelação numérica o material de enchimento foi considerado com comportamento linear elástico em que os parâmetros mecânicos dos materiais (módulo de elasticidade e peso específico) foram definidos com base nas curvas de comportamento da Figura 9. Numa fase posterior, que atempadamente se divulgará, de modo a traduzir o comportamento exibido nas curvas de comportamento da Figura 9, prevê-se incluir na modelação numérica o comportamento não linear do enchimento recorrendo quer a modelos usados correntemente para solos quer a modelos de dano usados para o betão.

3.2.3. Caracterização das juntas

A caracterização do comportamento das juntas utilizadas no modelo numérico baseou-se na definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos a partir dos ensaios de corte realizados em provetes de material aplicado na construção.

Realizados no Laboratório de Materiais de Construção da FEUP, os ensaios de corte em juntas existentes entre blocos da alvenaria de pedra pretende caracterizar a resistência ao corte quando a rotura ocorre por escorregamento (corte) ao longo das superfícies planas que constituem aquelas descontinuidades. Para tal aplica-se uma força tangencial T gradualmente crescente que provoca corte segundo a superfície plana da junta submetida a uma força normal N constante de modo a obter a evolução da resistência ao corte τ em função da deformação por corte γ da junta ensaiada.

Para caracterizar a resistência ao corte de um material ensaia-se uma série de provetes sob a acção de diversas tensões normais σ , de modo a que, a partir dos pares de valores de σ e τ para os quais se dá a rotura, seja possível definir no plano $0 \sigma \tau$ a curva de cedência $\tau = f(\sigma)$ à qual depois se procura ajustar uma recta (a recta de atrito de Coulomb).

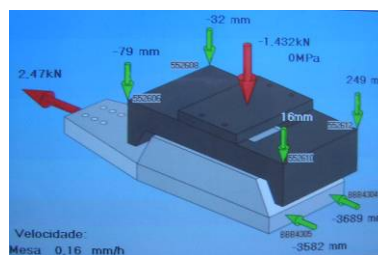
As amostras usadas na realização dos ensaios de deslizamento de juntas secas são constituídas por dois blocos de pedra paralelepípedicos com dimensões 200 x 200 x 75 mm e em contacto entre si através das faces de maior área. Cada conjunto de dois blocos permite constituir duas juntas distintas considerando primeiro o contacto entre duas faces (uma de cada bloco) e depois as correspondentes faces opostas.

Dado que nos ensaios de deslizamento a evolução do escorregamento depende da tensão vertical instalada (σ_v) foram considerados os seguintes valores daquela tensão de modo a traduzir aquela dependência: 0.2, 0.4, 0.8, 1.0, 1.2, 1.6, 2.0 MPa.

A fim de aproveitar o mais possível as amostras disponíveis, cada provete foi submetido a mais do que um ensaio de deslizamento, porém considerando valores convenientemente espaçados da tensão vertical para cada um deles. Cada provete foi previamente submetido a um ensaio de carga normal para cada um dos valores da tensão vertical considerados. No total, e até à data, foram realizados vinte ensaios e utilizados onze provetes. Na Figura 10 ilustra-se a máquina de ensaio de deslizamento das juntas e um esquema da aplicação de forças e medição de deslocamentos na caixa de corte.



a)



b)

Figura 10: Máquina de ensaio de deslizamento das juntas. Vista Geral (a) e esquematização da aplicação de forças na caixa de corte (b).

Na Figura 11-a apresenta-se uma curva experimental representativa da evolução da tensão de corte *versus* deslocamento horizontal obtida num ensaio de deslizamento para um valor da tensão vertical de 2.3 MPa. A evolução da resistência ao corte com o deslocamento tangencial exhibe comportamento elasto-plástico que, para efeitos de

cálculo, pode ser aproximada por três trechos rectos (Figura 11-b); o valor da resistência é correspondente à máxima tensão de corte atingida no ensaio.

Na Figura 11-b apresentam-se então as curvas de cálculo para o modelo constitutivo da junta, resultantes do ajuste de troços rectos às curvas experimentais de corte obtidas para vários valores da tensão vertical.

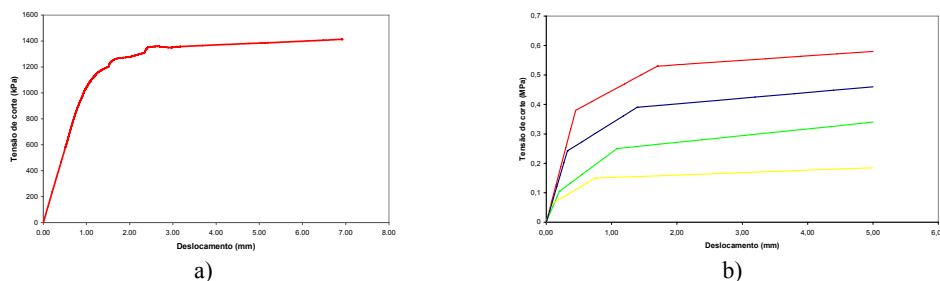


Figura 11: Curvas de comportamento em corte: experimental (a) e de cálculo (b).

3.3. Parâmetros dos materiais

Na Tabela 5 são apresentadas as propriedades mecânicas atribuídas aos materiais do modelo numérico traduzidas em termos de módulo de elasticidade (E) e peso específico (ρ) para os blocos e em termos de rigidez normal (k_n) e tangencial (k_s) para as juntas. Os valores apresentados traduzem os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais apresentados nos parágrafos anteriores e em outros trabalhos precedentes [3].

Tabela 5: Parâmetros dos materiais.

Blocos			Juntas		
Zonas	E (GPa)	ρ (kN/m ³)	Zonas	k_n (MPa/mm)	k_s (MPa/mm)
Lajeta e maciço de fundação	10	25	Arcos	6.241	0.678
Pavimento	2.1	25	Entre enchimentos e arcos e pilares	0.032	0.004
Enchimento	1.5	21	Entre tímpanos e arcos e quebra-rios	6.241	0.681
Tímpanos e Quebra-rios	6.5	26	Entre tímpanos e enchimento	0.032	0.004
Arcos e Pilares	35	26	Maciço de fundação e pilares	62.410	6.781

4. ANÁLISE DE RESULTADOS

Nesta secção são apresentados e comentados resultados usados no apoio à tomada de decisão para a localização da instrumentação, e os resultados para análise do comportamento da ponte em serviço.

4.1. Localização da instrumentação

Um dos aspectos relativamente ao qual a análise numérica se revelou de extrema utilidade correspondeu à definição da localização do sistema de monitorização na ponte [1]. Assim, a selecção das juntas do arco que viriam a ser monitorizadas com transdutores de deslocamento apoiou-se nos resultados numéricos correspondentes à análise de um trecho de ponte constituído por um arco e correspondente enchimento,

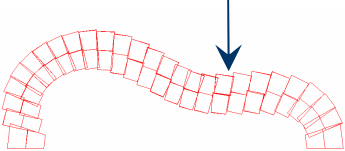
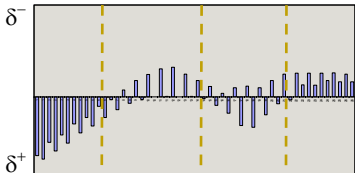
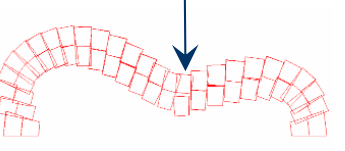
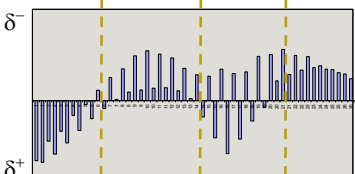
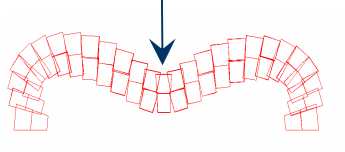
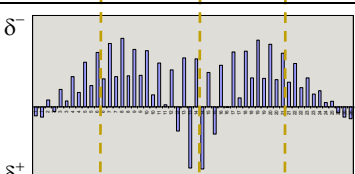
lajeta e pavimento e também nos resultados anteriormente obtidos na análise de outra ponte com características idênticas [3].

Para tal, considerou-se a actuação de uma carga pontual aplicada a 1/4, 1/3 e 1/2 do vão e com valor gradualmente crescente, tendo sido adoptados três níveis de carga correspondentes a 280, 560 e 1200 kN.

Assim, os valores da abertura/fecho e escorregamento das juntas em cada uma das juntas do arco foram analisados no sentido de decidir sobre a posição daquela instrumentação.

Nas figuras e gráficos de barras apresentadas na Tabela 6 ilustram-se, respectivamente, as deformadas do arco e correspondentes distribuições da abertura e fecho das juntas transversais do arco, ambas relativas à actuação da carga pontual máxima (1200 kN) a 1/4, 1/3 e 1/2 do vão, identificando-se ainda a tracejado, sob os gráficos de barras, a posição das juntas monitorizadas.

Tabela 6: Deformada e abertura das juntas do arco 2.

		Deformação do arco	Abertura/Fecho das juntas
Posição da sobrecarga pontual (1200 kN)	1/4 do vão		
	1/3 do vão		
	1/2 do vão		

4.2. Fase de serviço

Nesta secção apresentam-se os resultados numéricos relativos à análise da ponte de Vila Fria sob acção do seu peso e do tráfego rodoviário e por último estabelecem-se considerações relativas aos resultados obtidos.

4.2.1. Efeito do peso próprio

Na Figura 12 apresenta-se a deformada da ponte devido ao seu peso. O valor máximo do deslocamento vertical regista-se no arco 2 e corresponde a 0.89 mm.

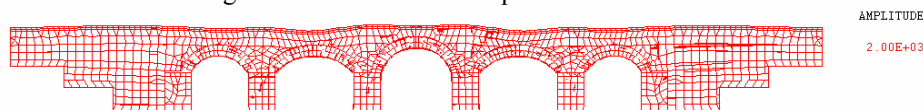


Figura 12: Deformada da ponte devido ao peso próprio.

As tensões principais máximas e mínimas nos blocos apresentam-se nas Figuras 13-a e 13-b e as tensões normais e tangenciais nas juntas ilustram-se nas Figuras 14-a e 14-b.

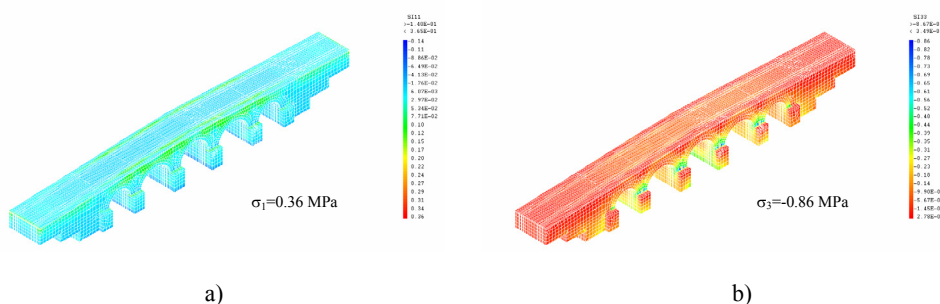


Figura 13: Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos.

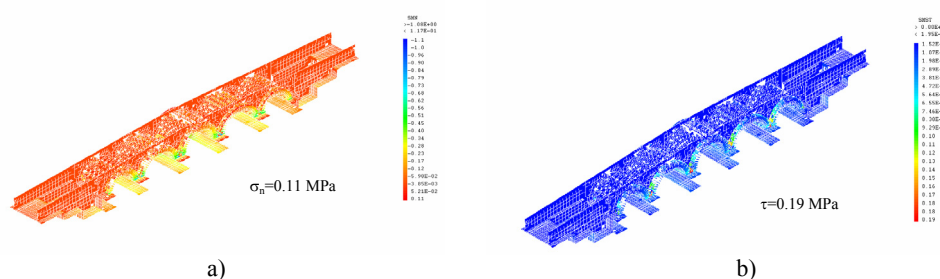


Figura 14: Tensões normais (a) e tangenciais (b) nas juntas

Na Figuras 15-a e 15-b apresentam-se as distribuições da deformação normal e escorregamento nas juntas da ponte.

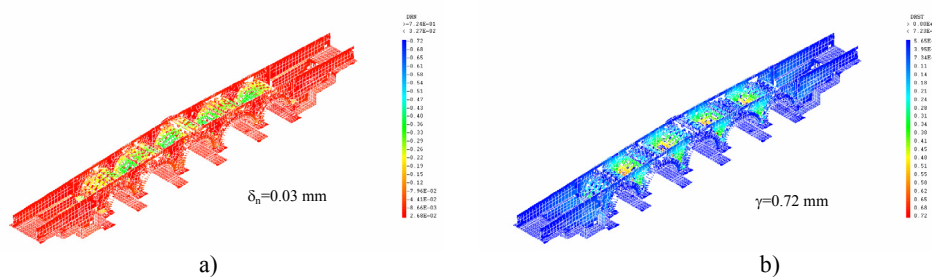


Figura 15: Deformação normal (a) e escorregamento (b) das juntas.

4.2.2. Efeito do tráfego rodoviário

Nesta secção apresentam-se os resultados que correspondem à actuação do peso da ponte e sobrecarga constituída por uma carga distribuída no pavimento e um conjunto de cargas pontuais que simulam a passagem simultânea de dois veículos nas duas faixas de rodagem do tabuleiro.

Assim, foram consideradas cargas concentradas equivalentes ao veículo tipo constituídas por 2 forças pontuais de 300kN distanciadas entre si de 2 m (transversalmente) e aplicadas nas onze posições indicadas na Figura 16. Simultaneamente foi também considerada a actuação de uma carga uniformemente distribuída em todo o tabuleiro correspondente a pontes de classe II de acordo com o RSA [8].

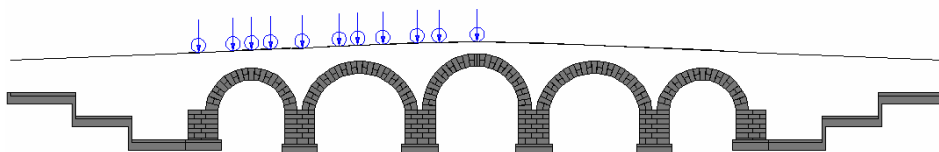


Figura 16: Esquematização das cargas concentradas consideradas na análise da ponte.

O deslocamento vertical máximo corresponde a 2.8 mm e regista-se na zona do pavimento para as cargas concentradas aplicadas a meio vão do arco central. Na zona dos arcos o máximo deslocamento corresponde a 1.3 mm e ocorre no mesmo alinhamento já referido (i.e. no arco central). Na Figura 17 apresentam-se os deslocamentos máximos e mínimos registados nos arcos correspondentes à actuação do peso próprio e da sobrecarga uniformemente distribuída no tabuleiro e à passagem simultânea de dois veículos tipo.

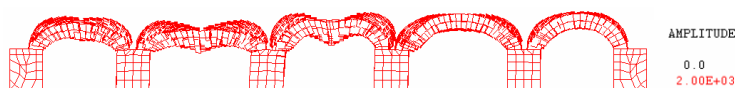


Figura 17: Envolvente dos deslocamentos máximos devido ao peso da ponte e sobrecarga no tabuleiro.

Nas Tabelas 7 e 8 apresentam-se os valores máximos das tensões de compressão e tracção nos blocos, das tensões normais e tangenciais nas juntas e das deformações nas juntas devidos apenas à actuação do peso próprio e também do peso próprio juntamente com a sobrecarga; são ainda apresentados os respectivos acréscimos percentuais registados nos arcos da ponte.

No que se refere a estes resultados, constata-se que os valores máximos das tracções e das compressões nos blocos dos arcos são compatíveis com as resistências à tracção da pedra determinadas nos ensaios laboratoriais; por outro lado, as máximas compressões nas juntas entre blocos apresentam valores correntes neste tipo de estruturas de alvenaria de pedra, i.e. muito abaixo da respectiva resistência à compressão.

Tabela 7: Tensões nos blocos e nas juntas.

Blocos						
Zona	Tensões de compressão			Tensões de tracção		
	PP (MPa)	PP+T (MPa)	Var. (%)	PP (MPa)	PP+T (MPa)	Var. (%)
Arcos	-0.78	-1.32	+69	0,18	0,33	+83
Juntas						
Zona	Tensões normais			Tensões tangenciais		
	PP (MPa)	PP+T (MPa)	Var. (%)	PP (MPa)	PP+T (MPa)	Var. (%)
Arco	-0.56	-0.94	+68	0.07	0.12	+71

PP - Peso próprio; PP+T - Peso próprio + Tráfego

Tabela 8: Deformações nas Juntas.

Juntas									
Zona	Abertura			Fecho			Escorregamento		
	PP (mm)	PP+T (mm)	Var. (%)	PP (mm)	PP+T (mm)	Var. (%)	PP (mm)	PP+T (mm)	Var. (%)
Arco	0.02	0.39	+1850	-0.09	-0.15	+66	0.09	0.36	+300

PP - Peso próprio; PP+T - Peso próprio + Tráfego

Em face dos resultados obtidos, através das percentagens de aumento das máximas tensões nos blocos e nas juntas devido às acções do tráfego rodoviário relativamente aos resultados obtidos considerando a acção do peso próprio, verifica-se que a influência do tráfego rodoviário no comportamento da ponte não parece ser muito significativa para aquelas grandezas, no entanto o mesmo não se pode dizer para as deformações registadas nas juntas. Os agravamentos máximos para a abertura nas juntas (1850%) ocorrem nas juntas das primeiras fiadas longitudinais situadas sob os tímpanos e surge em consonância com os máximos agravamentos do escorregamento (300%) que se registam também naquela zona sob os tímpanos mas desta vez nas juntas transversais localizadas no fecho do arco. Apesar desses agravamentos significativos, a grandeza dessas deformações é ainda assim bastante reduzida o que atesta a elevada rigidez conferida a esta estrutura.

5. CONCLUSÕES

Ao longo dos capítulos anteriores foram apresentados os aspectos essenciais relativos ao projecto e à modelação numérica da ponte de Vila Fria, tendo-se procurado dar uma panorâmica geral da actividade desenvolvida no sentido de sustentar e acompanhar os trabalhos desde a fase de projecto até à entrada em serviço.

Apesar de a concepção básica ter sido condicionada por critérios essencialmente não estruturais e de o projecto ter sido apoiado em métodos clássicos, a análise estrutural detalhada foi realizada com recurso a modelos de elementos finitos bastante refinados e elaborados, para os quais foram também efectuados ensaios de caracterização mecânica e física dos diversos materiais constituintes da estrutura.

Os resultados de previsão numérica do comportamento estrutural sob as acções regulamentares de tráfego rodoviário indicam uma elevada rigidez da ponte que, em grande medida, resultam das opções base da concepção estrutural.

Futuramente, com a monitorização em contínuo da ponte será possível calibrar melhor os parâmetros dos materiais e da estrutura e validar os modelos numéricos utilizados, com vista à avaliação e sistematização dos principais aspectos do comportamento estrutural deste tipo de pontes. Como objectivo final, procura-se estabelecer a relação desses aspectos com as patologias estruturais frequentemente observadas a fim de permitir definir programas de intervenção de reparação/reforço devidamente sustentados para construções existentes do mesmo tipo.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] Arêde, A.; Costa, A. – *Avaliação Experimental e Monitorização de Estruturas Antigas de alvenaria de Pedra. Experiência do NCREP/LESE em dois casos de Estudo*. Actas do 2º Seminário sobre A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação. FEUP-DGEMN, FEUP, Porto, 2005
- [2] Costa, A.; Arêde, A.; Costa, C. – *Ponte de Vila Fria. Projecto*. IC-FEUP, 2001
- [3] Costa, C. – *Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob a Acção do tráfego Rodoviário*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, 2002
- [4] Heyman, J. – *The safety of masonry arches*. International Journal of Mechanical Sciences 11, 1969
- [5] Lagomarsino, S.; Resemini, S.; Rossi, B. – *Analisi teorico-sperimentale per la sicurezza dei ponti della linea ferroviaria Genova-Ovada*. Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Genova. Atti del corso CIAS: Progetto, costruzione e controllo dei ponti: il ruolo della sperimentazione, Milano, 1999
- [6] Gambarotta, L. – *Sperimentazione e Modellazione di Ponti ad Arco in Muratura*. Pubblicazione Serie I, n.º 11. Atti Giornata di Studio sulla Sperimentazione dei ponti, CIAS, Politecnico di Milano, pp. 250-277, Trento, 1999
- [7] Costa, Pedro – *Análise da Construção e do Comportamento duma Ponte de Pedra*. Tese de Mestrado, FEUP (em elaboração).
- [8] RSA – *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios Pontes*. – Decreto Lei nº235 C/83 – Imprensa Nacional. Casa da moeda, E.P., 1994
- [9] Autodesk, Inc. – *AutoCAD2002* – U.S., 2000
- [10] Pasquet, P. – *Manuel d'utilisation de Cast3m*. Commissariat à l'Énergie Atomique, www-cast3m cea.fr, 2003
- [11] Almeida, C. – *Análise do Comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar à Acção dos Sismos*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, 2000
- [12] Pegon, P.; Pinto, A. V. – *Seismic Study of Monumental Structures. Structural Analysis, Modelling and Definition of Experimental Model*. Report EUR 16387 EN, ISIS, SMU, JRC, Ispra (VA), Italy, 1996
- [13] Fernandes, M. – *Apontamentos da Disciplina de Mecânica dos Solos*. FEUP, 2002